

滝上工業(株) 正 員 林 輝 雄

, , 和 田 匡 史

, , 安 藤 浩 吉

, , 大 沢 正 憲

1. まえがき

斜張橋の予備設計を行なう場合、ケーブルの剛性や主ゲタの剛性を仮定して手計算と構造解析を行なうことは、かなりの労力がかかるものである。本文ではこれらの労力を少しでも少なくするため、図-1に示す型式の斜張橋に対して無次元パラメータで表わした図表を作ることを試みた。なお解析は文献(1)に従って行ない、パラメータとして次に示す α , β , γ を用いた。

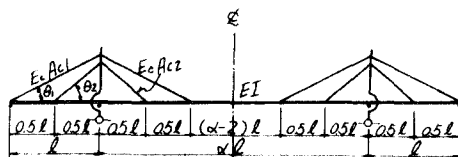


図-1 型式

α : 図-1に示す径間比

$$\beta = \frac{6EI}{2 \cdot (2+\alpha)^3 l^3 (EcAc_1) \sin^2 \theta_1 \cos \theta_1} \quad \gamma = \frac{1}{2} \left(\frac{Ac_1}{Ac_2} \right) \left(\frac{\sin \theta_1}{\sin \theta_2} \right)^2 \left(\frac{\cos \theta_1}{\cos \theta_2} \right) \quad \text{式(1)}$$

また、結果としては、タワミ、曲げモーメント、支点反力、およびケーブル張力の影響線諸量と主ゲタを38分割して求めた。このうち、道路橋の設計に必要な最小限の値として、中央径間中央点のタワミ、曲げモーメント、中間支点反力、および上下のケーブル張力の影響線面積と最大縦距のみを図表にした。なお、パラメータと変化した範囲は、 $\alpha=2.5, 2.6, 2.7, 2.8, 2.9, 3.0$ $\beta=0.0001, 0.0005, 0.0010, 0.0015, 0.0020, 0.0030$ $\gamma=0.5, 0.75, 1.00, 1.25$ とし、解析における仮定は次のようである。

- 1) 構造型式は図-1に示す対称構造で、主ゲタの曲げ剛性 EI は全径間にわたって一定、また、ケーブルの曲げ剛性は上段ケーブルを $EcAc_1$ 、下段ケーブルを $EcAc_2$ とする。
- 2) 塔とケーブルの結合状態は、上段、または下段のどちらか一方が固定、他方が可動である。また、塔基部の支持状態は主ゲタに無関係なピン固定である。したがって、塔には曲げが生じない。
- 3) 塔および主ゲタの軸方向の変形、およびせん断変形は無視し、ケーブルと主ゲタの交点は主ゲタの軸線上にある。

2. 図表の説明

1) タワミ; 図-2. および3は中央径間中央点に関する(1)影響線面積 A_{max} 、および(2)最大縦距 y_{max} を、 α , γ に対して横軸 β で表わしたものである。 α , γ の任意の値に対しては図から目測で読みとることもできるが、もう少し詳しく求めるためには、図-4~6を用いる。図-4は図-2,3の任意 $\alpha_{r=0.5}$ の $\alpha_{r=0.5}=2.5$ の値に対する係数である。図-5は任意 $\alpha_{r=1.25}$ の $\alpha_{r=0.5}$ の値に対する係数である。したがって、 $\alpha_{r=0.5}$, $\alpha_{r=1.25}$ が定まるので任意の γ に対しては、図-6の表で内挿できる。

2) 曲げモーメント；図-7, 8は図-2, 3と同様，中央径間中央点に関する A_{max} , A_{smax} , y_{cmax} , および影響線面積 $Total A$ である。任意の α については直線内挿，任意の γ については図-6の表で内挿できる。

3) 不静定反力；図-9および図-10は $\alpha=2.5$, および $\alpha=3.0$ に対する影響線面積 $Total A$ である。これも曲げモーメントと同様，任意の α については直線内挿，任意の γ については図-6の表で内挿できる。

3. 数表の使用例

$l=70m$, $l'=185.5m$ (中央径間), $\theta_1=22^\circ$, $\theta_2=30^\circ$, $I=0.75m^4$, $A_{c1}=0.030m^2$, $A_{c2}=0.015m^2$, $E E_c=2.1 \times 10^7$ 及 9×10^7 , また，荷重強度として，死荷重 $W_d=8.0\%m$, 活荷重 $P=3.5\%m$, $P=50t$,

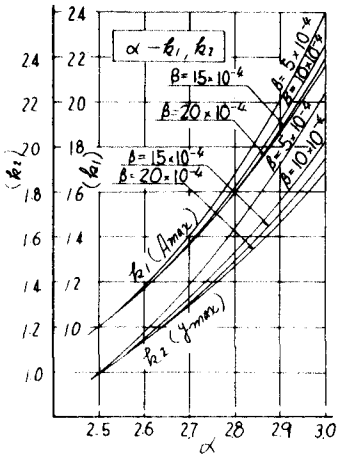


図-1

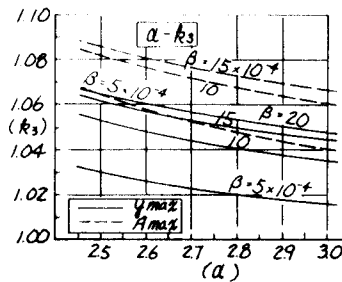


図-5

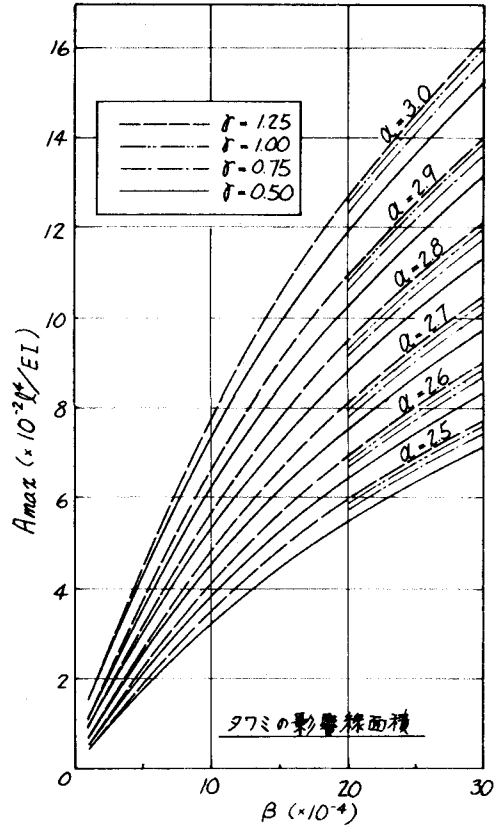


図-2

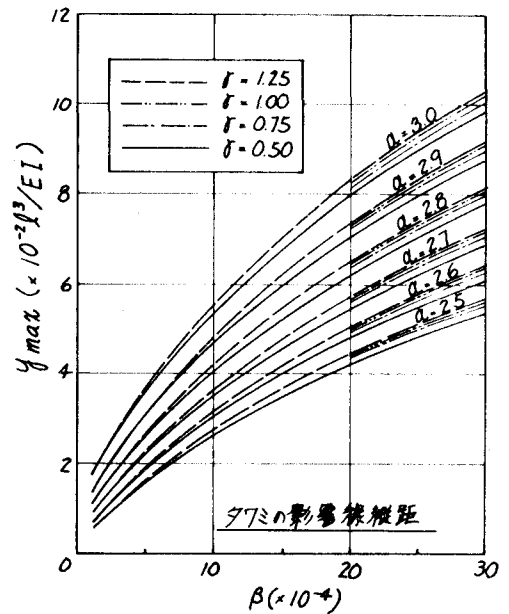
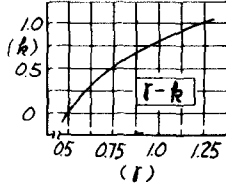


図-3

$i = 0.167$, $i' = 0.080$, の場合について計算しよう。
無次元数として式(1)より, $\alpha = 2.65$, $\beta = 0.0013$, および $\gamma = 0.6$ と得る。

1) 荷重による最大タワミ ($10^3 l^3/EI$, $10^2 l^3/EI$ の定数の記述は省略する)

概略的には図-2, 3より
 $A_{max} = 5.0$, $y_{max} = 4.0$ と読み取ることもできる。



また, これらともう少し正確に定めてみる。図-2, 図-6

および 3 より $\beta = 0.0013$ に対する $\alpha_{r=0.5} = 2.5$ の場合の値と求めると, $A_{max} = 3.98$, $y_{max} = 3.18$ である。これらと $\alpha_{r=0.5} = 2.65$ に補正するため, 図-4 の $r_1 = 1.26$, $r_2 = 1.23$ をかけて, $A_{max} = 3.98 \times 1.26 = 5.014$, $y_{max} = 3.18 \times 1.23 = 3.911$ となる。また, このときの $\alpha_{r=1.25} = 2.65$ に対する値は図-5 より, A_{max} に対して $r_3 = 1.077$, y_{max} に対して $r_4 = 1.052$ であるから,
 $A_{max} = 5.014 \times 1.077 = 5.400$, $y_{max} = 3.911 \times 1.052 = 4.114$ となる。さらに, $\alpha_{r=0.6} = 2.65$ に補正するため, 図-6 より $r = 0.25$ と得る。これより求めよとする A_{max} , y_{max} は

$$A_{max} = (5.400 - 5.014) \times 0.25 + 5.014 = 5.11$$

$$y_{max} = (4.114 - 3.911) \times 0.25 + 3.911 = 3.96$$

よって, 前記の定数, および荷重強度と使って, 最大タワミを計算すれば, つぎのようである。

$$\delta_{max} = 5.11 \times (10^3 l^3/EI) \times P + 3.96 \times (10^2 l^3/EI) \times P = 0.280 \text{ cm}$$

2) 曲げモーメント

図-7, 8 より $\alpha = 2.65$, $\beta = 0.0013$, $\gamma = 0.6$ に対する値と目測で読むと, $A_{cmax} = 1.02$, $A_{smax} = 0.07$, $y_{cmax} = 1.92$, $\text{Total } A = 1.02$ と得る。よって, 中央梁の曲げモーメントは上記の定数, および荷重強度を代入して, つぎのようである。

$$M_{\alpha} = 1.02 \times 10^4 l^2 \times W \times = 4000 \text{ t} \cdot \text{cm}$$

$$M_{\text{center}} = 1.02 \times 10^4 l^2 \times P \times (1+i) + 0.07 \times 10^4 l^2 \times P \times (1+i') + 1.92 \times 10^4 l \times P \times (1+i) = 2756 \text{ t} \cdot \text{cm}, \quad \Sigma M = 6756 \text{ t} \cdot \text{cm}$$

3) 中間変位反力

図-9 より $\beta = 0.0013$ に対する $\alpha_{r=0.5} = 2.5$ の値は

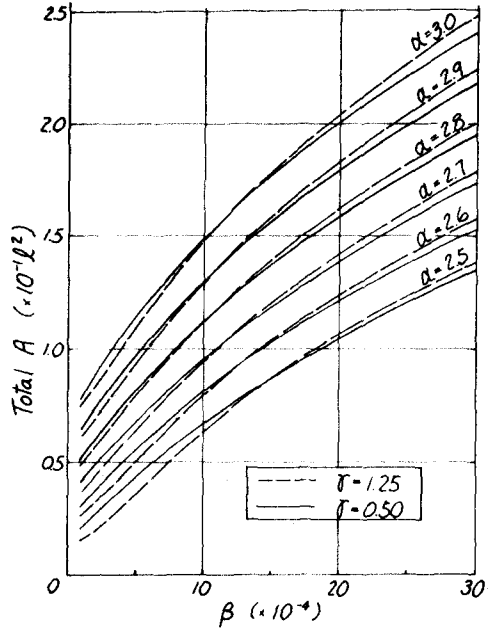


図 8 曲げモーメントの影響係数線図

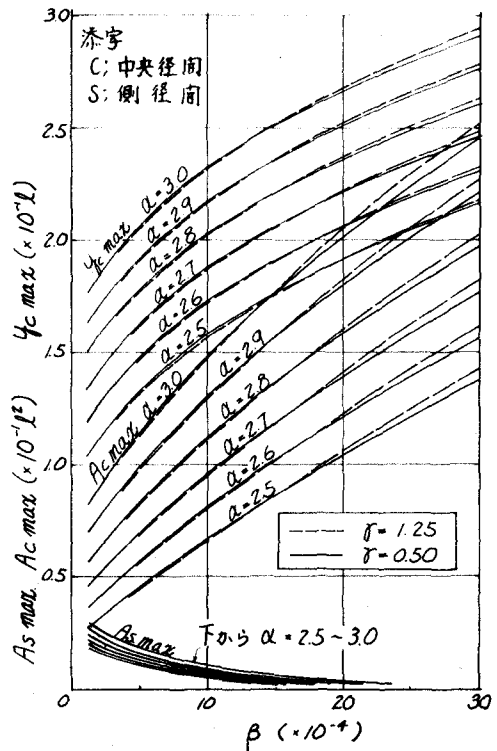


図-7 曲げモーメントの影響係数線図, および概略

$Total A = 0.89$, $\sigma_{r=1.25}=2.5$ の値は $Total A = 1.15$, よって,
 $\sigma_{r=0.6}=2.5$ では図-6 の $\sigma = 0.25$ で内挿して, $Total A$
 $= (1.15 - 0.89) \times 0.25 + 0.89 = 0.96$. 同様にして図-10 より
 $\sigma_{r=0.5}=3.0$ に対して, $Total A = 0.82$, $\sigma_{r=1.25}=3.0$ に対
 して $Total A = 1.22$, よって, $\sigma_{r=0.6}=3.0$ では, $Total A =$
 $(1.22 - 0.82) \times 0.25 + 0.82 = 0.98$. したがって, $\sigma_{r=0.6}=2.15$
 に対しては直線内挿して $Total A = \frac{0.96 - 0.98}{0.5} \times 0.15 +$
 $0.96 = 0.97$ となる。前記の定数, および死荷重係
 数と併せて, 中間支査反力を求めると,

$$R_d = 0.97 \times l \times W_d = 543^{\pm} \text{ となる。}$$

4) ケーブル反力 (上段ケーブル)

中間支査反力の場合と全く同様にして,
 $Total A = \frac{1.21 - 0.84}{0.5} \times 0.15 + 0.84 = 0.93$ と得る。よって
 死荷重によるケーブル反力は $V_d = 0.93 \times l \times W_d = 521^{\pm}$
 これをケーブル張力と直すと,

$$T_d = V_d \cdot \frac{1}{2 \sin \theta_d} = 521 \cdot \frac{1}{2 \times 0.375} = 694^{\pm} \text{ となる。}$$

(下段ケーブルの計算は省略する)

4. あとがき

わが国ですべて架設された斜張橋では, $\alpha = 2.6$
 $\beta = 0.001$, $\gamma = 0.5$ 程度である。本文で扱った γ は
 $\gamma = 0.5 \sim 1.25$ まで変化させたが, これは主にハ
 ープ型に近い型式の場合に適用できる範囲で, クラ
 カリ型に近い型式では, $\gamma = 0.3 \sim 0.5$ 程度になる
 ものと思われる。これについては現任資料をまと
 めておいて, まとまり次第報告したい。

おわりに, 斜張橋の設計は架設時の状態を, プ
 レストレスの導入などが考慮されるものであって,
 一般に斜張橋といふ完成物だけでは論ずるこ
 とはできない。また, 斜張橋の型式も本文で扱っ
 てゐる型式のみでは限らないが, 予備設計などに
 おいて, 本文に示した図表などがお役に立てば幸い
 である。

文献)

安藤・水島・鹿野: 斜張橋の設計法, 橋梁と基礎
 Vol. 5, No 9 (1971年9月)

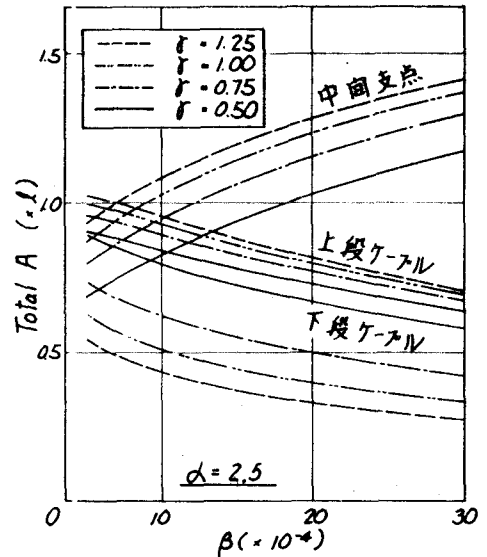


図-9

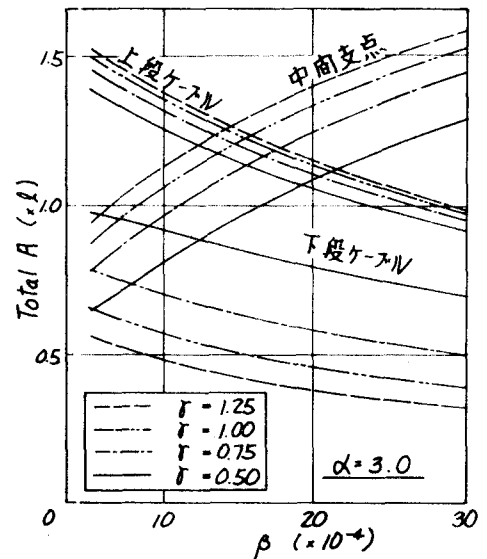


図-10